Chapitre 7

FONDATIONS SUPERFICIELLES

On appelle ainsi des fondations telles que la profondeur d'encastrement *(D)* reste inférieure à 5 ou 6 fois la largeur de la fondation *(B)*.

7.1 - CALCUL D'UNE FONDATION PAR LA THÉORIE DE LA PLASTICITÉ

Sauf spécification contraire dans le texte, on étudie dans ce paragraphe le cas d'une semelle filante de longueur infinie, de largeur B et supportant une charge P par mètre de longueur.

Prandtl a étudié la rupture sous une fondation rugueuse, à partir de la théorie de Rankine en considérant un schéma de rupture (figure 37), avec un coin de sol sous la fondation en état de poussée et un coin en état de butée. q_u' est la contrainte qui provoque la rupture (u pour ultime).

Nota : le calcul des fondations par la théorie de Prandtl est de moins en moins utilisé en France. Les recommandations du fascicule 62 - titre V traitées au paragraphe 7.2 n'en font d'ailleurs pas état.

7.1.1- Sol pulvérulent non pesant et semelle enterrée

Le sol environnant applique une surcharge uniforme $\gamma.D$ au plan passant par la base de la semelle (figure 37). Selon Prandtl, le sol sous la fondation est en rupture de poussée, les lignes de rupture étant des droites inclinées de $\pi/4+\varphi/2$ sur l'horizontale.

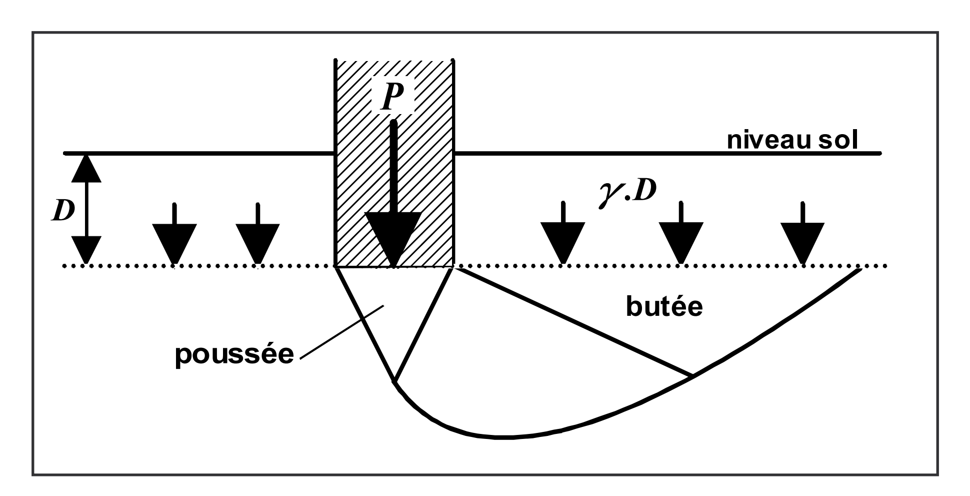


Figure 37 - coins de poussée et de butée lors d'une rupture plastique

De part et d'autre de la fondation, le sol est en rupture de butée, les lignes de rupture étant inclinées de $\pi/4-\pi/2$ sur l'horizontale, c'est à dire perpendiculaires aux précédentes. Toujours selon la théorie de Prandtl, la contrainte qui provoque la rupture est :

$$q'_u = \gamma.D.N_q \text{ avec } .N_q = tan^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right).e^{\pi tan\varphi}$$

7.1.2 - Sol pulvérulent, pesant

Ajouter au terme précédent : $q'_u = \gamma\frac{B}{2}N_\gamma$. Les valeurs du coefficient N_γ figurent au tableau 7 ci-après en fonction de φ.

7.1.3 - Sol non pesant, cohérent et frottant

Selon le principe déjà vu au 6.4, on se ramène au cas sans cohésion du 7.1.1 en appliquant une surcharge $H = c.cotan\varphi$ à la fois au sol environnant et à la semelle elle même.

D'où: $q'_u + H = H.N_q$ soit $q'_u = c.N_c$ avec $N_c = \dfrac{N_q - 1}{tan\varphi}$.

7.1.4 - Sol à la fois pesant, cohérent et frottant

Finalement, la formule générale donnant la pression limite est :

$$q'_u = \frac{P}{B} = \gamma.D.N_q + \gamma\frac{B}{2}N_\gamma + c.N_c$$

N_q, N_γ et N_c sont donnés en fonction de φ, dans le tableau 7 ci-après, pour des fondations rugueuses.

φ	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
N_q	1,0	1,6	2,7	4,4	7	13	22	41	81	173
N_γ	0,0	0,5	1,2	2,5	5,0	10	20	43	100	300
N_c	5,1	6,9	9,1	13	18	25	37	58	96	172

Tableau 7 - Valeurs des coefficients N_q, N_γ, N_c

7.1.5 - Cas particuliers

Rupture à court terme dans un sol argileux

Le sol est caractérisé par son poids volumique γ, sa cohésion non drainée c_u, et l'angle de frottement interne $\varphi_u = 0$.

$N_q(0) = 1$ $N_\gamma(0) = 0$ $N_c(0) = 5,14$

D'où : $q'_u = \gamma.D + 5,14.c_u$

Fondation carrée

$$q_u' = \gamma.D.N_q + 0{,}8\gamma\frac{B}{2}N_\gamma + 1{,}3.c.N_c$$

Fondation circulaire

$$q_u' = \gamma.D.N_q + 0{,}6\gamma\frac{B}{2}N_\gamma + 1{,}3.c.N_c$$

Chargement vertical excentré

Si e est l'excentrement de la charge, respectant $e < B/6$ (pas de tractions), la formule du 7.1.4 devient :

$$q_u' = \left(1\text{-}2\,\frac{e}{B}\right)(\gamma.D.N_q + c.N_c) + \left(1\text{-}2\,\frac{e}{B}\right)^2 \gamma\frac{B}{2}N_\gamma$$

Chargement incliné et centré

Si α désigne l'angle d'inclinaison du chargement, en degrés, la formule du 7.1.4 devient :

$$q_u' = \left(1\text{-}2\frac{\alpha}{90°}\right)(\gamma.D.N_q + c.N_c) + \left(1\text{-}2\,\frac{\alpha}{\varphi}\right)^2 \gamma\frac{B}{2}N_\gamma$$

7.1.6 - Calcul de la contrainte admissible

Il est appliqué un coefficient de sécurité sur q'_u, généralement pris égal à 3 :

$$\sigma'_{adm} = \gamma.D + \frac{q_u' - \gamma.D}{3}.$$

Il suffit alors de vérifier que la charge P par mètre de longueur est telle que : $P \leq B.\sigma'_{adm}$.

7.2 - CALCUL MODERNE D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE

La méthode est celle détaillée dans les « Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de génie civil ». C.C.T.G. applicable aux marchés publics de travaux - Fascicule 62 - Titre V. Ces règles ont déjà été évoquées en 6.6 pour le calcul d'un mur de soutènement. Contrairement au paragraphe 7.1, nous considérons une semelle de longueur L quelconque.

7.2.1 - Démarche générale du calcul de la fondation

7.2.1.1 - Les calculs justificatifs sont conduits suivant la théorie des états limites. Un «état limite» est celui pour lequel une condition requise est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

Sont distingués :

- les états limites ultimes (ELU) au-delà desquels il y a risque de rupture ;

- les états limites de service (ELS) au-delà desquels l'ouvrage ne serait plus susceptible de remplir sa fonction (par exemple déformations excessives).

La justification de la structure doit être envisagée pour différentes situations parmi lesquelles :

• les situations en cours de construction ;

• les situations en cours d'exploitation ;

• les situations accidentelles, telles que les séismes.



7.2.1.2 - Pour former les combinaisons et évaluer les sollicitations de calcul, les actions sont classées en :

- actions permanentes, notées G :

  G_{max} actions permanentes défavorables ;

  G_{min} actions permanentes favorables ;

- actions variables, notées Q parmi lesquelles les charges d'exploitation ;

- actions accidentelles, notées F_A , parmi lesquelles les séismes.

Pour chaque combinaison d'actions, il y a lieu de considérer les situations pouvant s'avérer les plus défavorables vis-à-vis de l'effet recherché.

7.2.1.3 - Les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

A/ Vis-à-vis des états limites ultimes (rupture)

- Combinaisons fondamentales (expression simplifiée)

$$1{,}125.\ S\,\{1{,}2.\ G_{max} + 0{,}9.\ G_{min} + 1{,}0.\ G_w + 1{,}33.\ Q_k\}$$

$S\ \{a + b\}$ symbolise la sollicitation résultant de la combinaison des actions a et b.

G_{max} actions permanentes défavorables

G_{min} actions permanentes favorables

G_w actions des pressions hydrostatiques [1]

Q_k valeur caractéristique des actions variables

---

[1] L'eau peut se traduire par des pressions statiques, notées G_w et par des actions hydrodynamiques notées Q_w. Le fascicule 62 ne s'appliquant qu'aux cas où l'eau dans le sol est en équilibre ou quasi-équilibre hydrostatique (c'est-à-dire que l'effet des gradients est négligeable), les actions dues à l'eau sont en général permanentes, G_w.

- Combinaisons accidentelles (expression simplifiée)

$S\ \{G_{max} + G_{min} + G_w + F_A + Q_k\}$

B/ Vis-à-vis des états limites de service

- Combinaisons fréquentes (expression simplifiée)

$S\ \{G_{max} + G_{min} + G_w + Q_k\}$

7.2.1.4 - Pour chaque combinaison d'actions, le calcul des composantes M, N et T de la sollicitation résultante conduit à la valeur de l'excentricité $e = M/N$ du point d'application de la sollicitation résultante par rapport au centre de la fondation. (M moment par rapport au centre de la fondation, N et T composantes normale et tangentielle de la résultante).

7.2.1.5 - On calcule ensuite une contrainte de référence (appliquée par la structure sur le sol) selon un modèle d'interaction sol-structure (voir figure 39) :

- modèle de Navier : répartition triangulaire ou trapézoïdale de la contrainte ;
- modèle de Meyerhof : contrainte homogène appliquée sur une partie seulement de la surface.

7.2.1.6 - Il reste enfin à justifier la fondation par rapport aux différents mécanismes de rupture envisageables :

a) état limite ultime de mobilisation de la capacité portante du sol ;

b) état limite de service pour la mobilisation du sol ;

c) état limite ultime de renversement ;

d) état limite de service de décompression du sol ;

e) état limite ultime de glissement ;

f) état limite ultime de stabilité d'ensemble ;

g) états limites concernant le matériau de construction (pour mémoire ; voir le BAEL règlement de calcul de Béton Armé aux Etats Limites).

7.2.2 - Classification des sols

Les sols sont reconnus de préférence par des essais in-situ : pénétromètre statique et/ou pressiomètre Ménard (cf. § 2.9). La classification présentée ci-après au tableau 8 sera ensuite utilisée pour estimer la résistance des sols, comme nous allons le voir au § 7.2.3.

Nature des terrains		Pressiomètre P_l (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa)
ARGILES - LIMONS	**A** argiles et limons mous	< 0,7	< 3,0
	B argiles et limons fermes	1,2- 2,0	3,0- 6,0
	C argiles très fermes à dures	> 2,5	> 6,0
SABLES - GRAVES	**A** lâches	< 0,5	< 5
	B moyennement compacts	1,0- 2,0	8,0- 15
	C compacts	> 2,5	> 20
CRAIES	**A** molles	< 0,7	< 5
	B altérées	1,0- 2,5	> 5
	C compactes	> 3,0	-

P_l est la pression limite et q_c est la résistance de pointe.

Tableau 8 - critères de classification des sols (d'après fascicule 62)

7.2.3 - Etapes de calcul d'une fondation superficielle

Tout d'abord, les dimensions (D, B, L) de la fondation sont fixées a priori. Il s'agit de vérifier si cette fondation convient.

7.2.3.1 - Le sol en place est étudié à partir des résultats d'essais in situ cités au § 7.2.2 ou, faute de mieux, à partir d'essais de laboratoire (triaxiaux sur échantillons intacts). Puis est calculée la contrainte de rupture du sol q'_u sous charge verticale centrée par les formules du

§ 7.1 à partir des essais de laboratoire ou à partir des essais in situ comme indiqué ci-après.

a) A partir de l'essai pressiométrique (cf. paragraphe 2.9.3)

$$q'_u - q'_0 = k_p . P^*_{le}$$

q'_0 est la contrainte effective due au poids des terres au niveau de la fondation.

P^*_{le} est la pression limite nette équivalente, obtenue en lissant les pressions limites P_l sur une épaisseur de 1,5 $.B$ sous la fondation.

k_p est le facteur de portance lié à l'essai pressiométrique, donné par le tableau 9 ci-après.

Nature des terrains	k_p
ARGILES et LIMONS A, CRAIES A	$0{,}8\left[1+0{,}25\left(0{,}6+0{,}4\frac{B}{L}\right)\frac{D}{B}\right]$
ARGILES et LIMONS B	$0{,}8\left[1+0{,}35\left(0{,}6+0{,}4\frac{B}{L}\right)\frac{D}{B}\right]$
ARGILES C	$0{,}8\left[1+0{,}50\left(0{,}6+0{,}4\frac{B}{L}\right)\frac{D}{B}\right]$
SABLES A	$\left[1+0{,}35\left(0{,}6+0{,}4\frac{B}{L}\right)\frac{D}{B}\right]$
SABLES et GRAVES B	$\left[1+0{,}50\left(0{,}6+0{,}4\frac{B}{L}\right)\frac{D}{B}\right]$
SABLES et GRAVES C	$\left[1+0{,}80\left(0{,}6+0{,}4\frac{B}{L}\right)\frac{D}{B}\right]$
CRAIES B et C	$1{,}3\left[1+0{,}27\left(0{,}6+0{,}4\frac{B}{L}\right)\frac{D}{B}\right]$
MARNES, MARNO CALCAIRES, ROCHES ALTÉRÉES	$\left[1+0{,}27\left(0{,}6+0{,}4\frac{B}{L}\right)\frac{D}{B}\right]$

B, L, D sont les largeur, longueur et profondeur de la fondation.
Tableau 9 - valeurs du facteur de portance k_p (d'après fascicule 62, titre V)

b) A partir de l'essai au pénétromètre statique (cf. paragraphe 2.9.2)

$q'_u - q'_0 = k_c . q_{le}$

q_{ce} est la résistance de pointe lissée équivalente (résistances de pointe q_c lissées sur une épaisseur d'environ $2.B$ autour du niveau de la fondation).

k_c est le facteur de portance lié à l'essai pénétrométrique ; il dépend de la nature du sol de fondation (tableau 10 ci-après).

Nature des terrains	k_c
ARGILES et LIMONS	$0,32\left[1+0,35\left(0,6+0,4\frac{B}{L}\right)\frac{D}{B}\right]$
SABLES A	$0,14\left[1+0,35\left(0,6+0,4\frac{B}{L}\right)\frac{D}{B}\right]$
SABLES et GRAVES B	$0,11\left[1+0,50\left(0,6+0,4\frac{B}{L}\right)\frac{D}{B}\right]$
SABLES et GRAVES C	$0,08\left[1+0,80\left(0,6+0,4\frac{B}{L}\right)\frac{D}{B}\right]$
CRAIES B	$0,17\left[1+0,27\left(0,6+0,4\frac{B}{L}\right)\frac{D}{B}\right]$

B, L, D sont les largeur, longueur et profondeur de la fondation.

Tableau 10 - valeurs du facteur de portance k_c (d'après fascicule 62, titre V)

7.2.3.2 - Calculer les actions en distinguant entre actions permanentes, variables (et accidentelles).

7.2.3.3 - Calculer les sollicitations résultant des combinaisons de ces actions (§ 7.2.1.3).

7.2.3.4 - Pour chaque combinaison d'action, calculer les composantes M, N et T de la sollicitation résultante.

M : moment par rapport au centre de la fondation ;
N : composante normale à la surface de la fondation ;
T : composante tangentielle à la surface de la fondation.

D'où la valeur de l'excentricité $e = M/N$ (cf. figure 38).

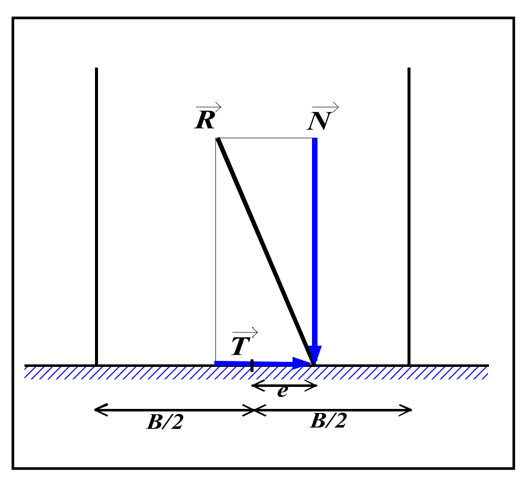
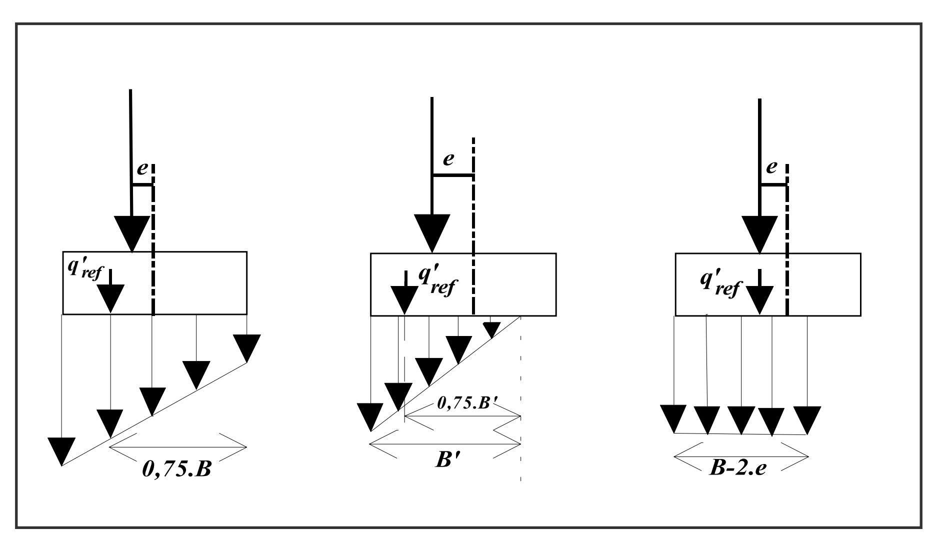


Figure 38 - représentation de la sollicitation résultante pour une fondation de largeur *B*

7.2.3.5 - Calculer q'_{ref} contrainte de référence selon l'un des modèles de la figure 39 :



Modèle de Navier Modèle de Meyerhof

Figure 39

calcul de la contrainte de référence pour une fondation de largeur *B*

Pour le modèle trapézoïdal, si $e < B/6$ (semelle entièrement comprimée) : $q'_{ref} = N.(1+3.e/B)/B$.

Pour le modèle de Meyerhof : $q'_{ref} = N / (B - 2.e)$.

7.2.3.6 - Connaissant la contrainte de rupture q'_u , vérifier que la contrainte de référence q'_{ref} est admissible selon les différents mécanismes de rupture envisageables.

a) Etat limite ultime de mobilisation de la capacité portante du sol.

Pour chaque combinaison (fondamentale ou accidentelle) d'actions :

$$q'_{ref} \leq (q'_u - q'_0).i_{\delta\beta} / 2 + q'_0$$

q'_o est la contrainte verticale effective préexistant dans le sol au niveau de la fondation.

$i_{\delta\beta}$ est un coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison δ de la charge et de la géométrie du sol (fondation sur pente d'angle β avec l'horizontale).

b) Etat limite de service pour la mobilisation du sol

$$q'_{ref} \leq (q'_u - q'_0).i_{\delta\beta} / 3 + q'_0$$

c) Etat limite ultime de renversement

Le sol doit rester comprimé sous au moins 10 % de la surface totale de la fondation. Cela revient à la condition $e < 0,45.B$ déjà vue pour les soutènements (§ 6.6). Cet état limite n'est pas à prendre en compte dans le cas des fondations sur terrain meuble.

d) Etat limite de service de décompression du sol

Le sol doit être entièrement comprimé sous combinaisons fréquentes, ce qui se traduit par la condition $e < B/6$ (règle du tiers central).

e) Etat limite ultime de glissement

Pour chaque combinaison d'actions, vérifier que : $T \leq \frac{N.tan\varphi'}{1,2} + \frac{c'.A'}{1,5}$

N et T désignent les composantes normale et tangentielle de la résultante des actions appliquées à la fondation. φ' et c' désignent l'angle de frottement et la cohésion du sol de fondation ou de l'interface sol/ouvrage. A' est la surface comprimée de la fondation :

$A' = (B - 2.e)L$.

f) Dans le cas d'une fondation en tête de talus ou sur pente, il faut envisager le *mécanisme de rupture d'ensemble du massif*. La justification se fait par un calcul des efforts résistants et des efforts moteurs le long d'une ligne de rupture supposée en général circulaire (méthodes de Fellenius ou de Bishop). Pour la ligne de rupture la plus défavorable, le massif doit rester stable ($F \geq 1$ au sens du paragraphe 4.3.) en considérant les paramètres de calcul φ_d et c_d tels que :

$$tan\varphi_d = \frac{tan\varphi'}{1,2} \text{ et } c_d = \frac{c'}{1,5}.$$

7.2.3.7 - Si, avec les dimensions de fondation initialement adoptées, la fondation n'est pas justifiée vis-à-vis de tous les mécanismes de rupture, il faut augmenter les dimensions de la fondation (largeur B et/ou profondeur D) et retourner à l'étape 7.2.3.1. Si la sécurité est trop largement vérifiée, on peut diminuer les dimensions de la fondation et retourner aussi à l'étape 7.2.3.1.